CHAPITRE 2

Choix du système de fondation

2.1 Retours d'expérience

2.1.1 Fondations superficielles

La rupture de fondations superficielles durant un séisme peut résulter :

- d'une perte de portance liée à l'apparition d'une force excentrée et inclinée provenant de la réponse inertielle de l'ouvrage et des forces cinématiques du sol. De tels exemples de ruptures, sans que ce soit lié à la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol, ont été répertoriés après le séisme de Guerrero-Michoacan en 1985 et d'autres plus récents (par exemple, 1990 : séisme de Luzon ; 1999 : séisme de Koçaeli) ;
- d'une perte de portance liée à une dégradation des caractéristiques des sols par liquéfaction ;
- des tassements excessifs induits par densification ou dégradation cyclique des sols, susceptibles d'affecter la stabilité des fondations.

2.1.2 Pieux

Boulanger *et al.* (2003) ont représenté par des schémas les différentes ruptures de pieux observées lors de séismes (voir figure 2.1). Les origines des ruptures peuvent être les suivantes :

- une perte de la capacité portante liée à un surcroît de charge (verticale ou horizontale en tête de celui-ci, apparition d'un frottement négatif le long du fût) ;
- des tassements du sol autour du pieu liés à un problème de liquéfaction, soit par densification soit par dégradation du sol ;
- ne rupture liée aux déplacements latéraux des terres (lateral spreading).

Chacun de ces phénomènes peut apparaître seul ou conjointement.

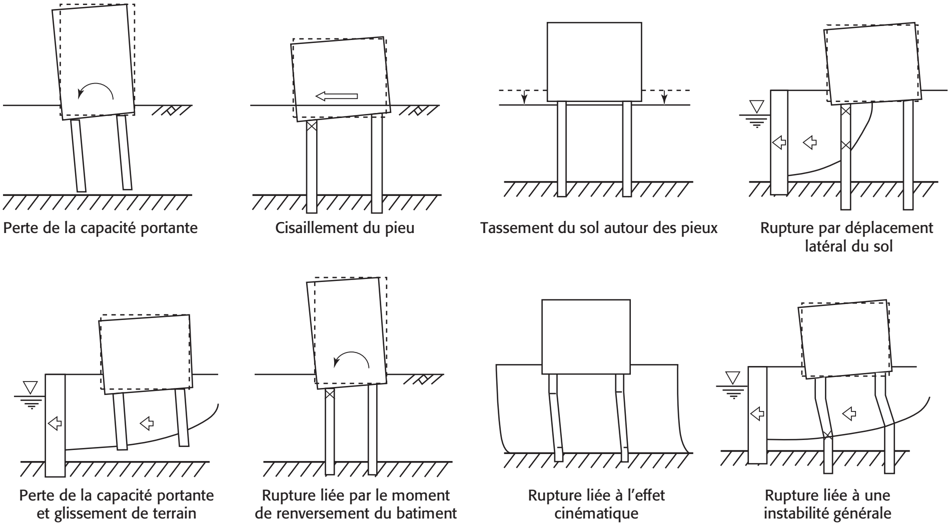


Figure 2.1 Mécanisme de rupture de pieux dans un sol liquéfiable (Boulanger *et al.*, 2003)

D'après l'EN 1998-5 § 4.1.4 (14), « *il convient d'envisager avec prudence la seule utilisation de fondations sur pieux, en raison des forces importantes induites dans les pieux par la perte de résistance du sol dans la ou les couches liquéfiables, et en raison des incertitudes inévitables liées à la détermination de l'emplacement et de l'épaisseur de cette ou ces couches* ».

La résistance latérale des couches de sol sensibles à la liquéfaction ou à une dégradation importante de la résistance doit être négligée [EN 1998-5 § 4.1.4 (13)].

Il convient que l'amélioration du sol pour éviter la liquéfaction se fasse soit par compactage du sol pour augmenter sa résistance à la pénétration au-delà des limites dangereuses, soit par l'utilisation d'un drainage pour diminuer l'accroissement de pression d'eau interstitielle produite par les secousses sismiques [EN 1998-5 § 5.4.2 (4)P].

2.1.3 Améliorations et renforcements de sols

Le choix final de l'amélioration et/ou du renforcement de sols dépendra de la fiabilité et de la performance que le concepteur accordera à la technique en zone sismique (voir tableau 2.1).

La fiabilité d'une technologie donnée, pour la limitation des effets des sollicitations sismiques, peut être estimée à partir de plusieurs facteurs (Mitchell *et al.* (1998) et PHRI (1997)) tels que la vérification de la performance sur des sites ayant déjà subi des séismes, la compréhension du mécanisme de fonctionnement du renforcement à partir de l'existence de modélisations physiques en laboratoire, de modélisations numériques, et enfin l'existence de méthodes de dimensionnement validées.

C'est pourquoi la fiabilité d'un procédé d'amélioration ou de renforcement de sols ne peut être reconnue qu'après une période assez longue, nécessaire pour disposer de suffisamment d'études et de retours d'expérience sur celles-ci. L'observation des performances des techniques sur des sites ayant subi des séismes peut permettre non seulement de valider le fonctionnement de certains procédés, mais parfois également de connaître les limites d'utilisation

lorsqu'elles n'ont pas forcément bien fonctionné. Un état des lieux de tels sites – Mitchell *et al.* (1995), Hausler & Sitar (2001) – a fourni des exemples de bonnes performances, mais également quelques exemples de renforcements qui ont moins bien fonctionné.

Le tableau 2.1 récapitule les procédés les plus utilisés en zone sismique et qui se sont bien comportés lors de séismes.

Dans l'ensemble, le retour d'expérience de sites traités par une amélioration ou un renforcement de sol figurant dans le tableau 2.1 et ayant subi un séisme, est satisfaisant. Les quelques cas où des désordres seraient apparus, sont attribués à des erreurs de dimensionnement (profondeurs ou étendues de traitement insuffisantes, séismes d'intensité plus élevée que prévue) ou à une utilisation inappropriée dans le contexte du projet.

Tableau 2.1 Récapitulatif des retours d'expérience des principaux procédés

TRAITEMENT DANS LA MASSE							
Procédé	**Type de sol**	**Prof. Maxi-male traite-ment**	**Disposition et maillage**	**Caractéri-stiques améliorées**	**Avantages**	**Inconvénients et limites d'utilisation**	**Fiabilité du procédé**
TRAITEMENT DANS LA MASSE							
Vibro-compactage	Sables, sables très légère-ment limoneux, graviers	> 30 m	Maille carrée et triangulaire Maille de 4 à 10 m²	Dr ≥ 80 % q_C ≥ 10-15 MPa	Économique Efficacité éprouvée Uniformité en profon-deur	Peu adapté dans les blocs Vibrations Dégagement exigé	Très bonne
Compactage dynamique	Sables et sables limoneux, limons	5 à 7 m	Maille carrée ou triangu-laire Maille de 4 à 16 m²	Dr ≥ 80 % q_C ≥ 15 MPa	Économique Efficacité éprouvée Adapté dans les sols hétérogènes avec blocs	Profondeur limitée et effet du compactage décroissant en profondeur Vibrations Dégagement exigé	Faible à très bonne en fonction de la profon-deur
Drains de graviers vibrés	Sables et sables limoneux	> 20 m	Maille carrée ou triangu-laire de 3 à 9 m²	Réduction des pressions intersti-tielles	Économique et adapté pour traverser des horizons compacts	Augmentation des caractéris-tiques du sol en place faible	Très bonne
Drains plats	Tous types de sols	> 20 m	Maille 1 à 2,25 m²	Réduction des pressions intersti-tielles	Économique	Faible transmis-sivité Efficacité dans le temps pas assurée	Faible
Injection solide (compac-tage hori-zontal statique)	Tous les sols	> 20 m	Maille carrée ou triangu-laire de 1 à 4,5 m d'espa-cement, et habituelle-ment de 1,5 à 2 m	Dr > 80 % $(N1)_{60}$ = 25 q_C = 10-15 MPa (en fonction du type de sol)	Utilisé dans les sols fins Pas de vibrations Foreuse de petit gabarit	Rendement faible	Bonne

INCLUSIONS SOUPLES							
Colonnes ballastées	Sable limono-argileux, limon argileux, argile	> 20 m	Maille carrée et triangulaire Esp. 1,5 à 3 m	q_C > 10 MPa P_l > 1,2 MPa	Efficacité éprouvée, renforcement de sol et drainage	Équipement spécial peu adapté dans galets et blocs et matériaux fluants	Très bonne
Plots ballastés	Sable limono-argileux, limon argileux	4-5 m	Maille carrée et triangulaire Esp. 3 à 5 m	q_C > 10 MPa P_l > 1,2 MPa	Efficacité éprouvée, renforcement de sol et drainage	Profondeur limitée, vibrations, dégagement exigé Peu adapté dans les matériaux fluants	Très bonne
INCLUSIONS RIGIDES							
Inclusions béton ou mortier de petit diamètre	La plupart des sols	40 m	Maille carrée ou triangulaire de 3 à 9 m²	Dépend du mortier ou du béton (E variable de 5 à 10 000 MPa)	Réduit fortement les tassements	Ne traite pas la liquéfaction Armature à envisager dans certains cas	Faible à moyenne
Inclusions de sol traité aux liants (Deep Soil Mixing)	La plupart des sols	20 m	Paroi disposée en alvéoles	Dépend de la taille, de la résistance et de la configuration des éléments	Confinement du sol liquéfiable, résistance fonction du sol et du dosage en liants	Sols fortement organiques et blocs	Bonne
Jet Grouting	Tous les sols, mais difficultés dans les argiles plastiques	Pas de limites	Dépend de l'application en paroi ou en colonnes, taux de substitution de 15 à 25 %	« Solidification » du sol selon la taille, la résistance et la configuration des éléments injectés	Sols fins, forage de petit diamètre pouvant être incliné, petite foreuse	Rendement faible	Bonne

2.2 Choix du système de fondation

Étant donné la variabilité des caractéristiques du sol et l'incertitude de l'action sismique, la conception des fondations et leurs liaisons avec la superstructure doivent assurer une sollicitation sismique uniforme de l'ensemble du bâtiment **[EC8-1/4.2.1.6-(1)P]**, **[EC8-5/5.1, /5.2]**.

Le système de fondation doit respecter en complément des dispositions de **l'EC7-1 [7]** les prescriptions suivantes **[EC8-5/5.1-(1)P]** :

- Les sollicitations de la superstructure sont transférées sans déformations permanentes **[EC8-5/5.3.2]**, **[EC8-1/2.2.2-(4)P]** ;
- Lors de la détermination des réactions, il faut prendre en compte la résistance effective de l'élément de structure qui transmet les actions **[EC8-1/2.2.2-(4)P]** ;
- Les déformations du sol induites par le séisme sont compatibles avec les exigences fonctionnelles de la structure ;
- Les propriétés des sols améliorés doivent être prises en compte **[EC8-5/5.1-(2)P]** : amélioration (colonnes ballastées) ou substitution du sol original.

La raideur des fondations doit être suffisante pour permettre une transmission au sol aussi uniforme que possible **[EC8-1/2.2.4.2-(1)P]** :

- Pour les bâtiments dont le contreventement est assuré par un nombre limité de murs en béton armé d'épaisseur et de rigidité différentes, il est recommandé de choisir une fondation rigide **[EC8-5/5.2-(2)P-(a)]** de type caisson avec un radier et une dalle supérieure **[EC8-1/4.2.1.6-(2)]**. La solution de type caisson peut être adoptée aussi dans le cas d'un même ensemble comportant des superstructures en charpente métallique (voir figure 2.2).

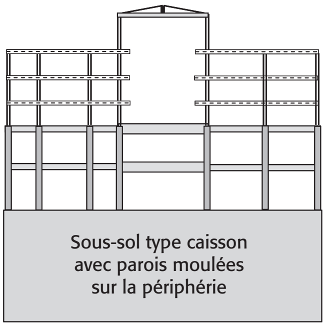


Figure 2.2 Charpente métallique en superstructure et sous-sol type caisson

- Pour les bâtiments ayant des fondations isolées (semelles ou pieux), il faut respecter les critères **[EC8-5/5.2-(2)P-(b)]** de liaisons horizontales donnés à la section 2.4.
- Pour l'utilisation d'une solution mixte (pieux et semelles), il faut mettre en œuvre une étude spécifique pour démontrer le caractère adéquat d'une telle solution **[EC8-5/5.2-(1)P]**. Il s'agit, plus particulièrement, du cas du substratum en pente.

Normalement, un seul type de fondation est généralement utilisé pour une même structure, sauf si on peut séparer en unités dynamiquement indépendantes **[EC8-1/2.2.4.2-(2)]**. À moins que l'ouvrage ne soit adapté à la pente (voir figure 2.3), cette règle d'application ne peut pas être respectée dans le cas d'un substratum en pente.

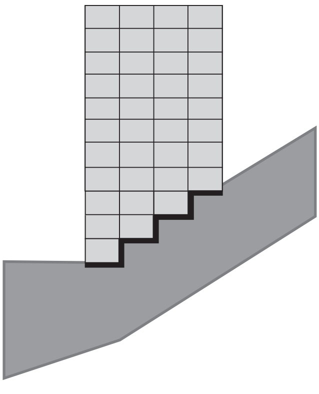


Figure 2.3 Adaptation à la pente de l'ouvrage

Dans cette situation, une solution mixte pieux-semelles peut être adoptée. Mais pour obtenir un niveau de sécurité équivalent à celui d'un bâtiment ayant un substratum horizontal, il faut mettre en œuvre une étude spécifique pour démontrer le caractère adéquat d'une telle solution **[EC8-5/5.2-(1)P ; 2(P)]** :

- la fondation doit être suffisamment rigide pour transmettre au sol, de manière uniforme, les actions localisées de la superstructure ;
- les effets des déplacements horizontaux relatifs entre les éléments verticaux des entités dynamiquement indépendantes doivent être pris en compte dans le choix de la rigidité de la fondation dans son plan horizontal ;
- transférer éventuellement les efforts horizontaux vers la bêche (cf figure 2-4) ;
- vérifier les pieux à la flexion engendrée par la mise en mouvement du remblai ou des éboulis,
- tenir compte de la torsion d'axe verticale y compris la torsion additionnelle ;
- évaluer l'incidence, sur les pieux, de l'effet du second ordre P-Δ.

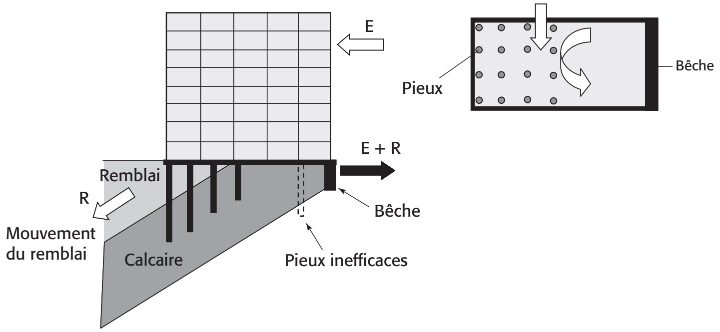


Figure 2.4 Transmission au sol des sollicitations sismiques et de la poussée du remblai non stabilisé par l'intermédiaire d'une bêche ancrée dans le rocher

Le dimensionnement en capacité lors de la détermination des réactions, exige de prendre en compte la résistance effective (éventuelles surrésistances) de l'élément de structure qui transmet les actions **[EC8-1/2.2.2-(4)P]**. Il n'est pas nécessaire que ces effets soient supérieurs à ceux correspondant à la réponse de la structure dans le domaine élastique (q = 1,0) **[EC8-1/4.4.2.6-(2)P]**.

Le terme « domaine élastique » doit se comprendre comme indépendant des sollicitations de calcul déterminées selon les combinaisons habituelles. L'objectif est *a priori* de protéger les fondations superficielles et profondes pour lesquelles aucune investigation post-sismique n'est possible (et de fait de permettre son réemploi potentiel).

En contrepartie, si les effets de l'action sur les fondations ont été déterminés **[EC8-1/4.4.2.6-(3)]** en utilisant la valeur du coefficient de comportement q applicable aux structures faiblement dissipatives **[EC8-1/2.2.2-(2)]**, aucun dimensionnement en capacité n'est exigé.

Le dimensionnement en capacité des fondations isolées d'éléments verticaux individuels (murs ou poteaux) est considéré comme satisfait **[EC8-1/4.4.2.6-(4)]** si les valeurs de calcul des effets de l'action E_{Fd} sur les fondations sont calculées par l'expression :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{R,d}\ \Omega\ E_{F,E} \qquad (2.1)$$

Coefficient de surrésistance ou de surcapacité :

$\gamma_{Rd} = 1{,}0$ pour $q \leq 3$

$\gamma_{Rd} = 1{,}2$ pour $q > 3$

$E_{F,G}$ = effet dû aux actions non-sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;

$E_{F,E}$ = effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

Ω = coefficient d'amplification dynamique,

$$\Omega = \frac{\text{Résistance de l'élément structural i connécté à la fondation : } R_{di}}{\text{Effet de l'action sisimique sollicitante correspondant à l'élément i : } E_{di}} < q \quad (2.2)$$

Fondations des murs ou des poteaux d'ossatures en portique [EC8-1/4.4.2.6-(5)]

Valeur minimale du rapport Ω dans les deux directions orthogonales principales, de la section transversale la plus réduite où une rotule plastique peut se former dans l'élément vertical, dans la situation sismique de calcul :

$$\Omega = {}_{MIN}\left[\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right] \quad (2.3)$$

Fondations de poteaux de triangulations à barres centrées [EC8-1/4.4.2.6-(6)]

Valeur minimale du rapport Ω dans les deux directions orthogonales principales, sur toutes les diagonales en tension de la triangulation :

$$\Omega = {}_{MIN}\left[\frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}}\right] \quad (2.4)$$

Fondations de poteaux de triangulations à barres excentrées [EC8-1/4.4.2.6-(7)]

Valeur minimale du rapport Ω dans les deux directions orthogonales principales, de tous les tronçons courts de la triangulation :

$$\Omega = {}_{MIN}\left[\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}}\right] \quad (2.5)$$

Ou la valeur minimale du rapport Ω dans les deux directions orthogonales principales, de tous les tronçons intermédiaires et longs de la triangulation :

$$\Omega = {}_{MIN}\left[\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}\right] \quad (2.6)$$

Dans le cas des fondations communes à plusieurs éléments verticaux **[EC8-1/4.4.2.6-(8)]** (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), le dimensionnement en capacité est satisfait si :

- la valeur de Ω est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important ;
- ou, en variante, si l'on utilise une valeur de $\Omega = 1$ alors le coefficient de surrésistance doit être majoré (expression 6.1) à $\gamma_{Rd} = 1,4$, soit :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,4\, E_{F,E} \quad (2.7)$$

Finalement, l'Eurocode 8 précise les conditions d'utilisation du dimensionnement en capacité :

1) Si les effets de l'action sismique pour les éléments de fondations sont déduits **[EC8-1/5.8.1-(2)P]** de considérations de dimensionnement en capacité telles que définies ci-dessus, il n'est pas prévu de dissipation d'énergie. Et donc les fondations doivent rester dans le domaine élastique.
2) Si les effets de l'action sismique pour les éléments de fondations sont déduits **sans prendre en compte [EC8-1/5.8.1-(3)P]** les considérations de dimensionnement en capacité telles que définies ci-dessus, alors leur conception et leur dimensionnement doivent respecter les règles correspondant aux éléments de superstructure pour la classe de ductilité retenue. Pour les longrines, les efforts tranchants de calcul seront déterminés sur la base de considérations de dimensionnement en capacité : DCM **[EC8-1/5.4.2.2]** ou DCH **[EC8-1/5.5.2.1-(2)P ; /5.5.2.1-(3)]**.
3) Si les effets de l'action sismique pour les éléments de fondations sont déduits en utilisant les valeurs suivantes pour le coefficient de comportement (structures faiblement dissipatives) :

   $q \leq 1{,}5$ pour les bâtiments en béton,

   $q \leq 1{,}5$ à 2,0 pour les bâtiments métalliques,

   alors, pour la conception et le dimensionnement des éléments de fondations, on peut suivre les prescriptions de l'Eurocode 2.

Afin d'éviter toute ambigüité **[EC8-5/5.4.2]**, les types de fondations sont définis en fonction du rapport H/D_ℓ (ou H/B) par le tableau 2.2 avec de la hauteur d'encastrement équivalente (cf. annexe D-NPF 94262).

Tableau 2.2 Types de fondations

Type de fondations	Élancement	Observations
Fondations superficielles	$De/B < 1{,}5$	–
Puits en gros béton Diamètre 1,20 m (voir § 8.5)	$1{,}5 \leq H/D_\ell \leq 5$	La présence d'armatures est nécessaire pour la transmission de l'effort horizontal
Pieux (voir § 8.2)	$D > 30$ cm $H/D_\ell > 5$	–
Barrettes (voir § 8.4)	–	Pas d'indication dans l'EC 8 reprise des recommandations P 92
Micropieux (voir § 8.3)	$D \leq 30$ cm	Pas d'indication dans l'EC 8 reprise des recommandations P 92

2.3 Variabilité spatiale de l'action sismique

Les mouvements qui se produisent au cours du séisme n'ont aucune raison de se manifester proportionnellement et de façon synchrone sous tous les points d'appui ; ils peuvent revêtir temporairement des amplitudes supérieures à celles des déplacements finaux.

Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre le même mouvement sismique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés **[EC8-1/3.2.2.1-(8) ; /3.2.3.2-(1)P]** :

- halls industriels ne pouvant comporter des longrines et dont le dallage est désolidarisé des poteaux pour permettre le tassement différentiel, ou bien encore comportant des caniveaux ;

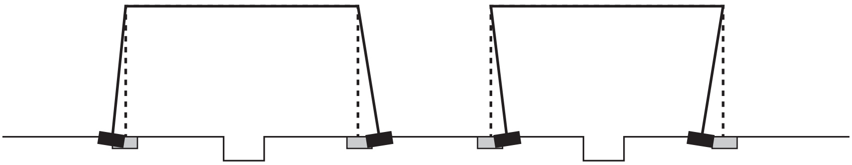


Figure 2.5 Actions de traction ou de compression en cas d'absence de solidarisation de semelles

- les propriétés du sol le long du bâtiment varient de telle sorte qu'on rencontre deux types de sol différents ;

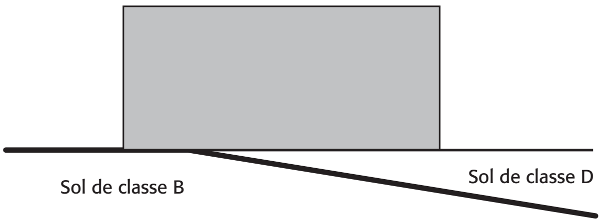


Figure 2.6 Ouvrage avec des actions sismiques non corrélées à cause de deux types de sol

- les propriétés du sol le long du bâtiment sont approximativement uniformes, mais la longueur du bâtiment sans joints est supérieure à la longueur limite L_{lim} :

$$L_{lim} = \frac{L_g}{4} \text{ à } \frac{L_g}{1,5} \tag{2.8}$$

Les vitesses d'ondes sismiques peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 100 m/s dans les sols de mauvaise qualité (classe E) et de 3 000 m/s dans la roche de bonne qualité (classe A). Une onde sismique a donc besoin d'un certain temps pour exciter tous les points du sol et donc de l'ouvrage associé ; l'effet de déphasage d'ondes provoque des mouvements différentiels dans le sol et des déformations dans la structure (indépendantes de sa réponse dynamique) en contact direct avec le sol.

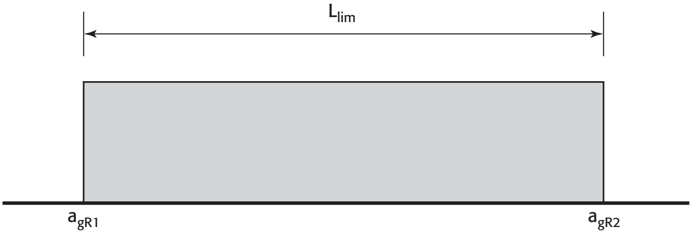


Figure 2.7 Ouvrage de grande longueur avec les actions sismiques a_{gR1} et a_{gR2} non corrélées

Par application de l'article EC8-2/3.3 on prend en compte un déplacement différentiel, pseudo-statique, qui dépend du type de sol traversé, mais qui ne dépend pas de la masse de la structure.

Sur un site sans discontinuité mécanique ou topographique accusée, le déplacement différentiel d_{ri} maximal entre deux points distants **[EC8-2/3.3-(6)]** de la longueur L_i est donné par :

$$d_{ri} = \varepsilon_r \cdot L_i = \frac{L_i}{L_g} d_g \sqrt{2} \tag{2.9}$$

où :

d_g = déplacement du sol qui, en dehors d'une analyse comportant un modèle spatial, peut être estimé avec l'expression suivante **[EC8-1/3.2.2.4-(1)]** :

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \,;$$

L_i = distance en plan horizontal entre le point de référence et le point d'extrémité ;

L_g = distance en plan horizontal au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme entièrement indépendants conformément au tableau 2.3 ;

Tableau 2.3 Distances L_g

Type de sol	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
L_g (m)	600	500	400	300	200

2.4 Solidarisation des fondations

Il est important de rappeler que l'action sismique est transmise par le sol à la structure par l'intermédiaire des fondations. Le sol étant « moteur », pour obtenir un comportement monolithique de la structure et un déplacement en « phase », il faut disposer des liaisons appropriées au niveau des fondations. En l'absence de ces liaisons, les points d'appui de la structure risquent de subir un déplacement différentiel (voir figure 2.8a), ce qui n'est pas conforme à l'approche spécifique propre à la conception et au calcul des bâtiments ayant des dimensions courantes entre les joints, à savoir : l'ensemble des éléments d'un même bloc sont animés de mouvements pratiquement identiques et synchrones.

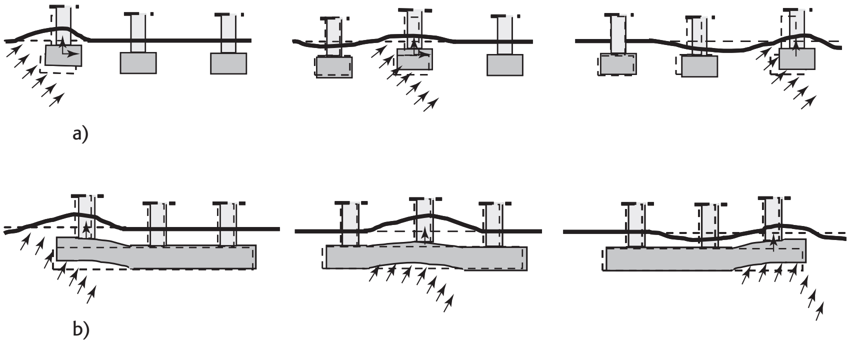


Figure 2.8 Solidarisation des fondations : a) Sans longrine : déplacement différentiel b) Avec longrine : déplacement en phase

Les éléments servant de liaisons entre les points d'appui de la structure ont un double rôle :

- transférer les efforts horizontaux aux fondations et les répartir entre les points d'appui ;
- éviter au niveau des fondations des déplacements relatifs horizontaux avec des conséquences pour la structure **[EC8-5/5.4.1.2-(1)P]**.

Pour obtenir ce fonctionnement, les fondations d'un même bloc de construction doivent être disposées dans le même plan horizontal et de plus, comporter un réseau de longrines ou un dallage en tête des semelles ou des pieux **[EC8-5/5.4.1.2-(2) ; (3)]**. Il faut néanmoins remarquer que :

- l'utilisation d'une dalle ou de longrines reliant les fondations suivant les deux directions principales est recommandée par l'EC8 partie 1 **[EC8-1/4.2.1.6-(3)]** dans le cas des fondations isolées (semelles ou pieux), **[EC8-5/5.4.1.2]** ;
- il n'est pas nécessaire de prévoir ces liaisons dans le cas des sols rocheux (classe A) et pour des sols de classe B (sable très dense, gravier, argile) en cas de faible sismicité (Z2) ;
- les poutres et le dallage du plancher inférieur du bâtiment peuvent être considérés comme longrines pour autant qu'ils soient situés à une distance ≤ 1,00 m de la face inférieure des semelles ou des têtes de pieu **[EC8-5/5.4.1.2-(3)]**. Pour éviter les poteaux courts au-dessus des fondations, il faut que les longrines ou le dallage pénètrent dans la semelle (voir figure 2-9) ;
- la réglementation rend obligatoire la solidarisation des points d'appui dans le cas de fondations profondes et dispense, dans certains cas (voir ci-dessus), de réaliser cette solidarisation pour les fondations superficielles, à condition que les effets des déplacements différentiels soient pris en compte dans le calcul (cf § 2.4).

Il faut néanmoins être conscient du fait que la prise en compte des déplacements différentiels, ainsi que la rotation propre de la fondation, impliquent un calcul du même type que celui qui est appliqué aux ponts, où l'on prend en compte les déplacements du sol, des supports (piles ou culées) et du tablier sur appuis en élastomère.

Pour améliorer la stabilité globale dans le cas de plusieurs blocs séparés par des joints de dilatation, il est conseillé de supprimer ces joints au niveau de fondations.

On dispose ainsi, entre le sol « générateur de l'action sismique » et la superstructure, d'un ensemble monolithe de transition, constitué soit par des longrines, soit par un radier, soit encore par un ensemble « caissonné » composé de la structure du sous-sol et du radier.

Les éléments d'ossature concourant à l'équilibre, les longrines de solidarisation ou le dallage doivent être dimensionnés **[EC8-5/5.4.1.2-(6) ; (7)]** pour reprendre un effort axial minimal de traction ou de compression F_{Ed} en fonction de l'effort normal de calcul N_{Ed} des éléments verticaux assemblés en situation sismique :

- sol de classe B (sable dense, gravier, argile raide) : $F_{Ed} = \pm 0,3 \cdot \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ (2.10)
- sol de classe C (sable moyennement dense) : $F_{Ed} = \pm 0,4 \cdot \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ (2.11)
- sol de classe D (sols sans cohésion) : $F_{Ed} = \pm 0,6 \cdot \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ (2.12)

avec :

S : paramètre caractéristique de la classe de sol et $\alpha = \dfrac{\gamma_I \, a_{gr}}{g}$ rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol de classe A à l'accélération de la pesanteur. Le tableau 2.4 donne le % N_{Ed} à appliquer aux longrines.

Tableau 2.4 Efforts de traction ou de compression [EC8-5/5.4.1.2-(6) ; (7)] : ± % N_{Ed}

Zones de sismicité	Catégories d'importance de bâtiments	Sols de classe		
		B	C	D
Z2 (faible)	I	2,2 %	3,4 %	5,4 %
	II	2,8 %	4,2 %	6,7 %
	III	3,4 %	5,0 %	8,0 %
	IV	3,9 %	5,9 %	9,4 %
Z3 (modérée)	I	3,6 %	5,3 %	8,4 %
	II	4,5 %	6,6 %	10,5 %
	III	5,4 %	7,9 %	12,6 %
	IV	6,3 %	9,2 %	14,7 %
Z4 (moyenne)	I	5,2 %	7,7 %	12,3 %
	II	6,5 %	9,6 %	15,4 %
	III	7,8 %	11,5 %	18,5 %
	IV	9,1 %	13,4 %	21,6 %
Z5 (forte)	I	8,6 %	11,0 %	19,4 %
	II	10,8 %	13,8 %	24,3 %
	III	13,0 %	16,6 %	29,2 %
	IV	15,1 %	19,3 %	34,0 %

Les aciers longitudinaux doivent être ancrés complètement dans les autres longrines ou dans l'épaisseur de la semelle.

Les forces F_{Ed} sont appliquées au niveau du centre de gravité des semelles dans le cas de fondations superficielles, au niveau de l'interface avec la structure dans le cas de fondations profondes et aux poutres du plancher sur vide sanitaire situées à une distance de moins de 1,00 m **[EC8-5/5.4.1.2-(3)]**. La partie 1 de l'EC8 est plus précise, et dans le but d'éviter les poteaux courts dans les fondations (voir figure 2.9a), la face inférieure des longrines ou du dallage doit être placée en- dessous de la face supérieure de la semelle ou de la semelle sur pieu **[EC8-1/5.8.2-(1)P]**.

Pour la vérification des longrines ou zones de dallage avec la fonction tirant, il y a lieu de considérer en même temps **[EC8-1/5.8.2-(2)]** :

les efforts normaux suivant le tableau 2.4 **[EC8-5/5.4.1.2-(6) ; (7)]**

+

les effets déterminés par le dimensionnement en capacité des fondations **[EC8-1/4.4.2.6-(3)]** en appliquant l'expression (3.1)

+

les effets du second ordre

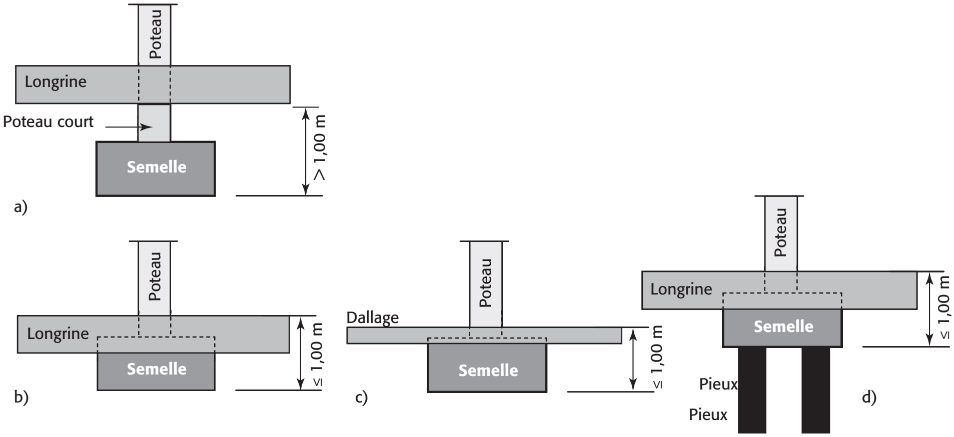
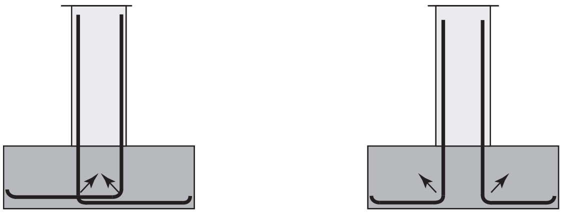


Figure 2.9 Liaisons entre fondations : a) Interdiction des poteaux courts dans les fondations b) Disposition de la longrine par rapport à la semelle c) Disposition du dallage par rapport à la semelle d) Cas de semelle sur longrine

De plus, les dispositions constructives suivantes sont à appliquer :

- dimensions minimales pour chaînages ou longrines **[EC8-1/5.8.2-(3)AN]** :
  - bâtiments ≤ 3 étages : $b_{w,min} \times h_{w,min} = 0{,}15 \times 0{,}20$ m ou $0{,}20 \times 0{,}15$ m,
  - bâtiments > 3 étages : $b_{w,min} \times h_{w,min} = 0{,}30 \times 0{,}30$ m ;
- les dallages reliant les semelles isolées ou les têtes de pieux conçus suivant **[EC8-5/5.4.1.2-(2)]** doivent avoir **[EC8-1/5.8.2-(4)AN]** :
  - l'épaisseur minimale $t_{min} = 0{,}12$ m,
  - le pourcentage minimal $\rho_{s,min} = 0{,}4$ % s'appliquant sur une largeur des longrines noyées d'au moins 0,30 m de largeur,
  - il y a lieu, en outre, de respecter pour chacune de ces longrines noyées un minimum d'armatures de 3 cm^2,
  - en présence de maçonneries relevant de EC8-1/9.7 et lorsque le produit $a_g.S > 2{,}0$ m/s^2, le minimum est porté à 4,5 cm^2 ;
- les longrines doivent comporter sur toute leur longueur **[EC8-1/5.8.2-(5)AN]** :
  - un pourcentage d'armature longitudinale $\rho_{b,min} = 0{,}2$ % par face, soit 0,4 %,
  - il y a lieu, en outre, de respecter pour chacune de ces longrines noyées un minimum d'armatures de 3 cm^2,
  - de plus, dans le cas de maçonneries relevant du **[EC8-1/9.7]** et lorsque le produit $a_g.S > 2{,}0$ m/s^2, le minimum est porté à 4,5 cm^2 ;
- le nœud **[EC8-1/5.8.3-(1)P]** entre la longrine et l'élément vertical (poteau) doit être traité comme un nœud poteau-poutre en respectant **[EC8-1/5.4.3.3 ; 5.5.3.3]** :
  - classe DCM **[EC8-1/5.8.3-(4)]**, le nœud est traité comme la zone critique du poteau,

– classe DCH, on a deux situations :
  – application du dimensionnement en capacité et l'effort tranchant V_{jhd} est déterminé **[EC8-1/5.8.3-(2)]** à partir des résultats obtenus par l'application des articles EC8 **[EC8-1/4.4.2.6-(2)P, (4)], (5), (6)]**,
  – non-application du dimensionnement en capacité l'effort tranchant V_{jhd} est déterminé à partir des expressions simplifiées pour les nœuds poteau-poutre **[EC8-1/5.8.3-(3)]** ;
– les barres longitudinales doivent être coudées (ancrées) de telle sorte qu'elles induisent une compression (cf figure 2-10) dans la zone de liaison **[EC8-1/5.8.3-(5)]**.



a) b)

Figure 2.10 Disposition des barres longitudinales : a) pour induire une compression dans le nœud b) mauvaise disposition

Dans le cas des structures légères halls en éléments préfabriqués béton ou en charpente métallique, on peut valablement remplacer le réseau bidimensionnel de longrines par un dallage faisant office de tirant ou de buton dans le sens transversal (voir figure 2.11, a et b) et de poutre-cloison, en plan horizontal, dans le sens longitudinal afin de transmettre aux façades l'action sismique (figure 2.11 c).

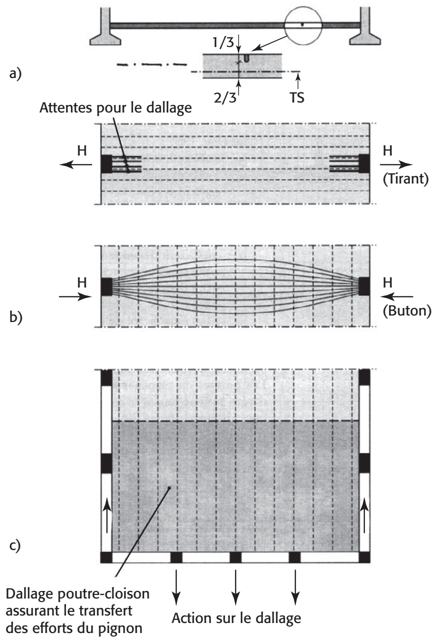


Figure 2.11 Transmission des efforts par le dallage : a) tirant, b) buton, c) poutre-voile

2.5 Amélioration et renforcement du sol

De manière générale, l'objectif des procédés de renforcement et d'amélioration du sol est de conférer à celui-ci de nouvelles caractéristiques générales et/ou locales afin que des fondations de type superficiel ayant un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances puissent être envisagées. Quel que soit le projet, le constat de la performance doit être considéré en analysant le degré de renforcement du sol et le comportement de celui-ci par rapport à une situation sans renforcement de sol.

Le renforcement de sol par inclusions souples ou rigides n'excède pas, en règle générale, l'emprise de l'ouvrage si aucun aménagement extérieur amenant des surcharges n'est prévu ou si aucun risque de liquéfaction n'a été envisagé. Par contre, l'amélioration de sol qui se traduit par une densification des sols en place, doit s'effectuer au-delà de l'emprise de l'ouvrage sur une surlargeur d'un mètre minimum. La présence de mitoyens amène à prévoir soit une coupure de type tranchée en coulis ou béton, soit une reprise en sous-œuvre en préventif. Au paragraphe 3.1.4 figurent des indications sur la surlargeur à envisager en cas de risque de liquéfaction.

Les techniques d'amélioration et de renforcement de sol sont un moyen de conférer au sol des caractéristiques mécaniques suffisantes pour permettre d'envisager des fondations superficielles (de type semelles, radiers ou dallage), ou l'édification d'un remblai.

Ce paragraphe présente brièvement la plupart des procédés d'amélioration et de renforcement de sol pouvant être employés. Le choix du procédé le plus approprié au site et aux problèmes à traiter ne peut se faire que par une bonne compréhension des mécanismes de base du renforcement de sol.

Les différents procédés peuvent être classés en trois grandes familles (voir figure 2.12). En zone sismique, elles apparaissent dans l'ordre de préférence suivant :

- amélioration de sol dans la masse ;
- renforcement de sol par inclusions souples ;
- renforcement de sol par inclusions rigides.

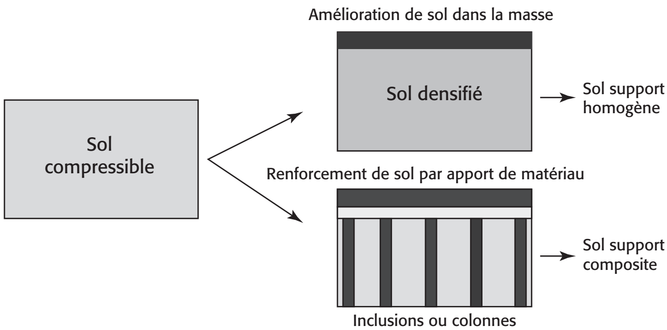


Figure 2.12 Schéma des différentes familles d'amélioration et de renforcement de sols

2.5.1 Domaine d'application

Le domaine d'application de chaque procédé en fonction de la nature du sol est représenté sur le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Domaine d'application des différentes techniques

<table>
<tr><th rowspan="2">Méthode</th><th colspan="6">Types de sols</th></tr>
<tr><th>Matériaux évolutifs tourbe</th><th>Argiles très molles</th><th>Argiles-limons compressibles</th><th>Remblais fins</th><th>Sables / graviers</th><th>Cailloux remblais à blocs</th></tr>
<tr><td rowspan="4">Amélioration de sol dans la masse</td><td colspan="5">PRÉCHARGEMENT + DRAINAGE</td><td></td></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td colspan="3">VIBROCOMPACTAGE</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td colspan="3">COMPACTAGE DYNAMIQUE</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td colspan="3">INJECTION SOLIDE</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Renforcement des sols par inclusions souples</td><td></td><td colspan="5">COLONNES BALLASTÉES</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="5">PLOTS BALLASTÉS PILONNÉS (épaisseur < 5 m)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Renforcement des sols par inclusions et éléments rigides</td><td colspan="6">.. DE TYPE PIEUX À REFOULEMENT / SANS REFOULEMENT et JET GROUTING</td></tr>
<tr><td colspan="6">... DE TYPE COLONNE DEEP SOIL MIXING</td></tr>
</table>

2.5.2 Interaction sol-structure

Le dimensionnement sismique d'un ouvrage est effectué à partir de l'impédance dynamique du sol renforcé, dans le mode vertical et horizontal.

Dans le mode vertical, il apparaît comme un tassement du sol et une rotation de la fondation autour d'un axe horizontal. Les modules dynamiques E et G du sol renforcé peuvent être déterminés par des méthodes d'homogénéisation consistant à calculer un module à partir des déformées du sol renforcé obtenues par la modélisation.

Dans le mode horizontal, la modification de la rigidité globale est étroitement liée à la nature, à la mise en œuvre (par refoulement ou par extraction de sol) et au taux de substitution des éléments de renforcement.

Sans justification particulière, le module de cisaillement G équivalent du sol traité est considéré comme égal au module G du sol non traité.

À partir du module de cisaillement G, les formules de Gazetas (1998)[30] (voir annexe D) permettent ensuite de calculer les raideurs en translation verticale K_z et en balancement K_{rx} et K_{ry}.

2.5.3 Liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction est lié à une augmentation de la pression interstitielle associé au cisaillement du sol jusqu'à ce qu'elle soit égale à la contrainte effective du sol.

L'augmentation du coefficient de sécurité vis-à-vis du risque potentiel de liquéfaction à une valeur supérieure ou égale à 1,25 ou à un $r_u \leq 0{,}6$ permet de sortir le sol de la classe S2.

Pour un sol susceptible de se liquéfier, on cherche à augmenter le coefficient de sécurité qui se traduit par le rapport (§ 4.1.4 EN 1998-5)

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \geq 1{,}25 \tag{2.13}$$

où :

CRR = la résistance au cisaillement cyclique moyenne du sol en place ;

CSR = la contrainte de cisaillement transmise au sol par le séisme.

Selon le procédé retenu, le potentiel de liquéfaction peut être réduit :

- en augmentant la compacité du sol : augmentation de CRR (vibrocompactage, compactage dynamique, colonnes ballastées, injection solide, etc.) ;
- en drainant (mise en place de drains, colonnes ballastées) ;
- en diminuant la contrainte de cisaillement dans le sol par la mise en place d'un réseau d'éléments plus raides (colonnes ballastées, inclusions rigides) : diminution de CSR ;
- en confinant le sol liquéfiable (surcharge permanente sur le sol, avec ou sans substitution de surface, avec ou sans caissonnage…) ;
- en combinant certaines des actions précédentes.

Tableau 2.6 Actions des différents procédés sur la diminution du potentiel de liquéfaction

	Augmentation du CRR	**Diminution du CSR**	**Drainage**
Traitement dans la masse (vibrocompactage, compactage dynamique, injection solide)	X		
Inclusions souples (colonnes ballastées, plots ballastés)	X	X	X
Inclusions rigides (forées ou vibro-foncées de petit diamètre, inférieur à 600 mm)	Effet négligeable	Effet négligeable	
Inclusions rigides (procédés particuliers)	X (*)	X (**)	

(*) Augmentation de la compacité par vibration et compression du sol (vibreur de profondeur) ou par compression du sol (injection solide).

(**) *Jet grouting* et DSM par une disposition en caisson et des taux de substitution élevés.